

セメント改良補強土橋台の耐震設計法と性能照査例

渡辺 健治* 栗山 亮介*
西岡 英俊* 神田 政幸*

Seismic Design Procedure of Reinforced-soil Bridge Abutment and an Example of its Performance Verification

Kenji WATANABE Ryosuke KURIYAMA Hidetoshi NISHIOKA Masayuki KODA

In recent years, in order to construct a bridge abutment which can behave satisfactorily even against very high-intensity seismic load, reinforced-soil bridge abutment has been often used for the railway structures. Seismic design procedure of this abutment was first indicated in 2007. Based on the latest basic research progress, the design procedures such as seismic response calculation method and definition of damage level of reinforcement material were revised to be included in the new design standard which was published in 2012. It has become possible to evaluate reasonably the seismic response value (residual displacement) and seismic performance of the reinforced-soil bridge abutment owing to this revision. This paper summarizes the revised points of the seismic design procedure.

キーワード：補強土橋台，土留め構造物，耐震設計法，性能照査事例，ニューマーク法

1. はじめに

1.1 擁壁，橋台に関する設計標準

鉄道に用いられる土留め構造物（擁壁，橋台）には多種多様な種類があり，従前から多く用いられてきた抗土圧擁壁，抗土圧橋台に加え，近年は補強土工法の研究開発の進展に伴い，補強土擁壁，補強土橋台等も使用頻度が増えてきた。

2012年1月に発刊された鉄道構造物等設計標準 土留め構造物（以下，土留め標準）¹⁾においては，図1に示す擁壁，橋台について取り扱うことにした。これにより，従前の設計標準^{2), 3)}においては別々に示されていた抗土圧構造物，補強土構造物を同一の設計標準の中で統一的に等価な指標により性能を評価することが可能となった⁴⁾。

1.2 補強土橋台に関する技術開発の経緯，特徴

一般に，盛土が橋台やボックスカルバートなどのRC構造物と接続する箇所は，常時，地震時において弱点となる場合が多い。これは，橋台背面盛土部においては列車荷重が繰返し作用することによる圧縮変形や地震時の揺り込み沈下などによって橋台と段差が生じる場合が多いためである。

このため，鉄道構造物等設計標準 土構造物²⁾（以下，土構造標準）に示すように，橋台あるいはボックスカルバートの背面部は良質な粒度調整碎石を用いたアプローチブロックを入念な施工により構築し，段差が生じにく

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

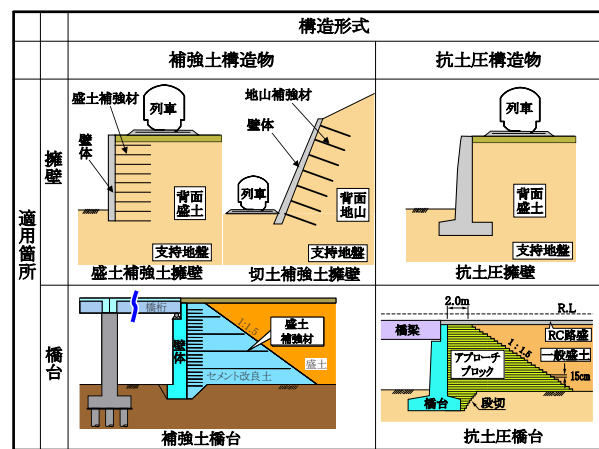


図1 土留め標準における土留め構造物の分類

いように配慮している。しかしながら，これまでの経験から，アプローチブロックによる段差対策は小中規模の地震には有効であるが，大規模地震に対しては効果が十分ではないことが明らかとなっている⁵⁾。

これらの背景から，耐震性に優れた接続部を有する橋台の研究が進められ，種々の形式の橋台について各種試験や数値解析により耐震性能が評価されてきた。その結果，アプローチブロックをセメント改良礫土で構築し，盛土補強材（ジオグリッド）によって橋台とアプローチブロックを一体化させたセメント改良補強土橋台（以下，補強土橋台，図1左下図参照）が発案された^{5), 6)}。図2に模式的に示したように，補強土橋台は以下の特徴を有する。

特集：構造物技術

- ① 盛土補強材により橋台とセメント改良アプローチブロックを一体化することによって、橋台の安定性が飛躍的に向上し、基礎を簡素化できる。さらに、列車通過の繰返し作用、あるいは地震作用による橋台背面部の揺すり込み沈下も激減できる。
- ② セメント改良アプローチブロックの自立性が高く、地震時において橋台く体に作用する地震時土圧が小さいこと、橋台く体を盛土補強材で多層に支持するため発生断面力が小さいこと等により、従来形式の抗土圧橋台に比べてく体やフーチングがスリムになる。

上記②の地震時土圧の影響については、過去に系統的に実施された模型振動実験で詳細が検討されている^{5), 6)}。従来形式の抗土圧橋台（例えば逆T型の橋台）と比較すると、補強土橋台は高い耐震性を有するだけでなく、建設費用を削減できることが明らかになっている。

これらを踏まえ、九州新幹線において補強土橋台が適用された。この橋台に対しては水平載荷試験が実施され、L2地震動に相当する外力に対しても高い安定性を有することが確認された^{5), 6)}。その後、整備新幹線において支持層が良好な箇所において、標準仕様の橋台として多く適用されている。本解説では、土留め標準の制定に伴い改定した補強土橋台の耐震設計法とその照査事例を示す。

2. 補強土橋台の耐震設計法の主な改定点

土留め標準の制定に際して、補強土橋台の地震時応答特性に関する最新の知見を考慮し、①地震時の残留変位量の算定法、②盛土補強材の損傷レベルの定義について改定し、耐震設計法を合理化させた。以下に詳細を示す。

2.1 地震時の残留変位量の算定法

2.1.1 土構造標準（2007）における設計法および課題

補強土橋台の耐震設計法は2007年に制定された土構造標準において示された。土構造標準では図3に示す構造解析モデルによって橋台く体、橋台基礎、盛土補強材、アプローチブロックの応答値を算定することを原則としていた。この構造解析モデルでは、盛土補強材により橋台とアプローチブロックが一体化されていることは考慮しているものの、それぞれの残留変位量を独立に評価していた。この手法では、桁長が20m程度以上の橋桁を支持する場合、計算上、補強土橋台の残留変位量が多くなり、高い耐震性能を実証した過去の振動実験や水平載荷試験とは異なる傾向となる問題があった。

また、今回新しく発刊された土留め標準と同時に発刊された基礎標準⁷⁾においては、L2地震動に対する安全性あるいは復旧性の照査に際しては、従前の基礎の応答塑性率ではなく、基礎の応答変位量（例えば水平変位量

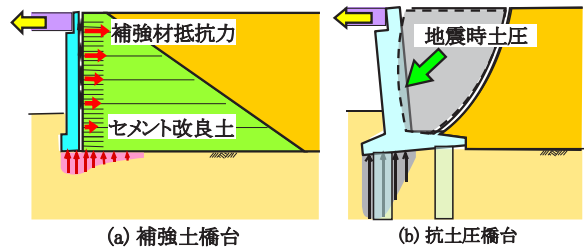


図2 補強土橋台と抗土圧橋台の抵抗メカニズムの比較

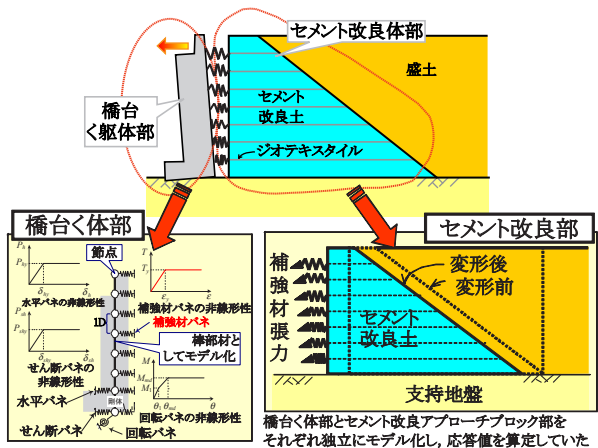


図3 補強土橋台の構造解析モデル（土構造標準）

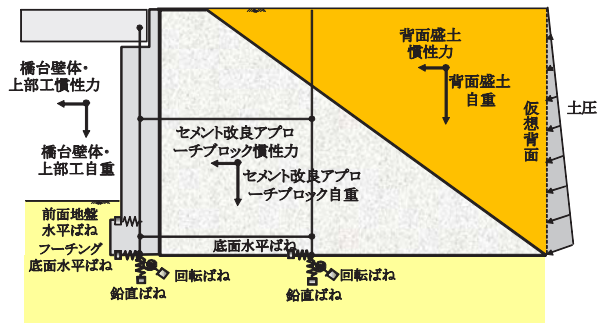


図4 橋台基礎、セメント改良アプローチブロックの全体安定における構造解析モデル（土留め標準）

あるいは基礎の応答回転角等）によって照査することになった。そのため、補強土橋台の地震時残留変位量を精緻に算定する手法が必要となった。

2.1.2 補強土橋台の地震時応答特性

過去に実施された補強土橋台模型の振動実験や、前述した実補強土橋台の水平載荷試験においては、橋台く体に大きな慣性力が作用した場合、橋台く体とセメント改良アプローチブロックが一体となって応答し、底面の地盤反力分布にも連続性があることが確認された。すなわち、従来は橋台く体とセメント改良アプローチブロックが独立に応答すると仮定して耐震性能を評価していたが（図3）、実際には一体として挙動することが分かった。この一体性を考慮すれば、橋台く体とセメント改良アプローチブロックの残留変位量を合理的に評価できる。

2.1.3 土留め標準における改定点

(1) 構造解析モデル

補強土橋台全体の安定の照査に際しては、図4に示すように、橋台とセメント改良アプローチブロックを一体とした構造解析モデルを用いるものとした。すなわち、橋台とセメント改良アプローチブロックを結合した直接基礎として性能照査を行うものとした。

ただし、ここに示した構造解析モデルの適用に際しては、地震時においても一体性が保たれていることを確認する必要がある。この一体性が保たれる条件は、図3に示した橋台く体部、補強材およびセメント改良アプローチブロックに分離した構造解析モデルにより算定した盛土補強材の損傷レベルが3以内（詳細は後述参照）、壁体の損傷レベルが2以内、セメント改良アプローチブロックの損傷レベルが1以内であることとした。

(2) 基礎の安定の照査

既往のL2地震を想定した補強土橋台の振動実験において、橋台とセメント改良アプローチブロックは一体となって剛塑性的な挙動を示し、一般に水平変位が卓越することが多かった。これは、橋脚基礎と異なり、一体化された橋台とセメント改良アプローチブロックの重心が低いためである。これを考慮し、基礎標準に基づくL2地震時の安定の照査（水平安定については水平支持力の照査）を満足しない場合には、ニューマーク法により橋台の残留変位量を算定し、等体積法によって橋台の残留変位に伴う背面盛土の残留沈下量を算定し、性能照査を行うこととした。ここで背面盛土の沈下量の制限値としては耐震標準⁸⁾に示された値を用いるものとする。

2.2 盛土補強材の損傷レベル

2.2.1 土構造標準における損傷レベルの定義

土構造標準²⁾では、盛土補強材の損傷レベルが表1のように定義されており、補強土橋台の場合、L2地震動に対して損傷レベル2を設計限界値としていた。ここで損傷レベル2の限界値は、以下を考慮して設定されていた。

- ・ 鉄道の補強土構造物に用いられる盛土補強材は延性的な変形特性を示し、設計引張強度を越えた場合でも直ちに破断しないこと。
- ・ 盛土補強材に発生する張力は、補強土橋台支承部の高さ付近で大きくなる。しかしながら、過去の振動実験においても上部1/3の範囲の盛土補強材が設計引張強度に達した場合でも破断に至らなければ、橋台全体の残留変位が急増しないこと。

これらの知見に基づいて損傷レベル2の定義を上部1/3の盛土補強材は伸びひずみ5%以内、下部2/3は設計引張強度以内としていた。しかしながら、下部2/3を設計引張強度以内と制限としているため、実際に上部1/3の盛土補強材の伸びひずみが1～2%程度しか達し

表1 盛土補強材の損傷レベル（土構造標準）

損傷レベル	盛土補強材の限界値の目安
1	すべて設計引張強度以内とする
2	全敷設段数の上部1/3は、設計引張強度に達し伸びひずみ5%までを制限値とする。 下部2/3は設計引張強度以内とする

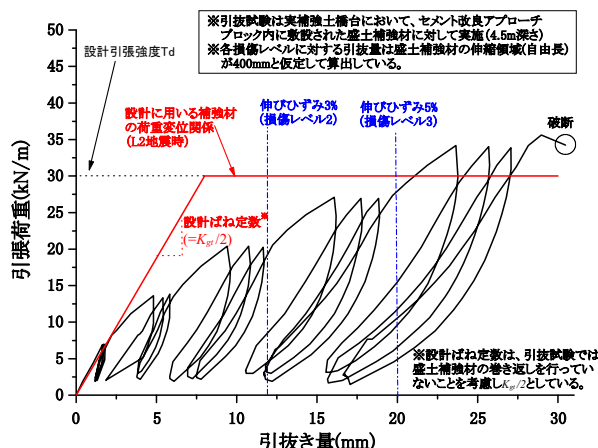


図5 セメント改良アプローチブロックに敷設された盛土補強材の引抜試験で得られた荷重－引抜き量関係

表2 盛土補強材の損傷レベル（土留め標準）

損傷レベル	想定する限界状態	限界値の目安
1	無損傷	設計引張強度に達しない
2	一部の補強材が塑性化し、場合によっては補修が必要な状態	設計引張強度に達し、上部1/3が伸びひずみ3%までを制限値とする
3	一部の補強材が塑性化し、場合によっては補修が必要な状態	設計引張強度に達し、伸びひずみ5%までを制限値とする
4	補強材が破断に至る状態	

表3 性能項目と補強材の損傷の照査に用いる限界値

性能項目	設計応答値	設計限界値
復旧性 性能レベル1	補強材発生張力	損傷レベル1
復旧性 性能レベル2	伸びひずみ	損傷レベル2
安全性	伸びひずみ	損傷レベル3

ていないことが多く、補強土構造物特有の高い変形性能（靱性能）を設計上十分に考慮できない状態にあった。

2.2.2 土中に敷設された盛土補強材の引抜特性

セメント改良礫土中に敷設された盛土補強材の引抜特性を評価するために、実橋台のセメント改良アプローチブロック部における盛土補強材の引抜試験¹⁾や、実験室内での引抜試験⁹⁾を実施した。図5は実橋台で実施した引抜試験で得られた引抜荷重－引抜き量の関係、および設計に用いている盛土補強材の荷重変位関係を示している。この図より、引抜荷重が設計引張強度に達しても補強材は直ちに破断せず、引抜き量が30mm以上に達し

特集：構造物技術

た時に破断が生じていることが分かる。セメント改良礫土中の盛土補強材の伸縮領域（自由長）が400mm程度であることを考慮すると、盛土補強材が破断に至る伸びひずみは7.5% (=30mm/400mm) 以上であることが分かった。

2.2.3 土留め標準における改定点

土留め標準においては盛土補強材の損傷レベル、および各性能項目に対する損傷レベルの限界値を表2、表3のように定義した。まず、損傷レベル1については従来（表1）と変更せず、設計引張強度以内と定義した。損傷レベル2については、補強土橋台の上部1/3の盛土補強材が設計引張強度に達することを許容するが、伸びひずみ3%以内と定義し、復旧性（性能レベル2）の検討における設計限界値として適用した。前述した過去の研究に基づき、土構造標準²⁾で示されていた下部2/3の補強材の設計限界値（設計引張強度以内）については考慮しないこととした。また、損傷レベル3については、全補強材が設計引張強度に達することを許容するが、伸びひずみ5%以内と定義し、安全性の照査に適用した。

3. 補強土橋台の設計計算例

前章に示した補強土橋台の耐震設計法の改定点を考慮し、試設計を実施した。本章では、(1) 一般的な設計条件（RC桁：桁長20m）、(2) 桁長を変化させた場合（PC桁：桁長30m）、(3) セメント改良アプローチブロックが特殊形状の場合、の3通りに対して試設計を行った。

3.1 一般的な設計条件における計算結果（桁長20m）

図6に試計算に用いた計算断面を示す。橋台高さはフーチング下端からパラペット天端まで10m、上部工は支間20mのRC桁（死荷重3820kN）とし、支承条件は固定側とした。支持地盤はN値=34の砂質土とし、地盤種別をG3地盤とした。また、等長補強材、長尺補強材の引張強度の特性値をそれぞれ37.5kN/m、75.0kN/mとした。

(1) 地震時以外の性能照査

使用性（長期支持性能）の照査を行ったところ、照査値が0.96であり、この照査によりフーチング幅が決定された。なお、土留め標準においても使用性の照査は従来の土構造標準と同様に、橋台く体の自重および支承荷重等の全鉛直荷重がフーチング底面のみで負担されると仮定し、さらにフーチング底面での荷重の偏心は考慮せずに行っている。

(2) 地震時の性能照査

地震時の性能照査について、壁体、盛土補強材、セメント改良アプローチブロックの損傷の照査については、図7に示す構造解析モデルを用い、耐震標準⁸⁾に示す土構造物照査用地震動（G2地盤）により検討を行った。図8に荷重-変位関係図を示す。壁体については、設計地震動の最大震度に至るまで損傷レベル1以内であり、

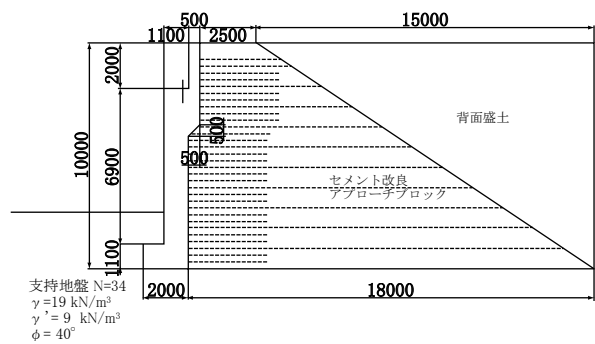


図6 試設計に用いた設計断面（桁長20m, 単位mm）

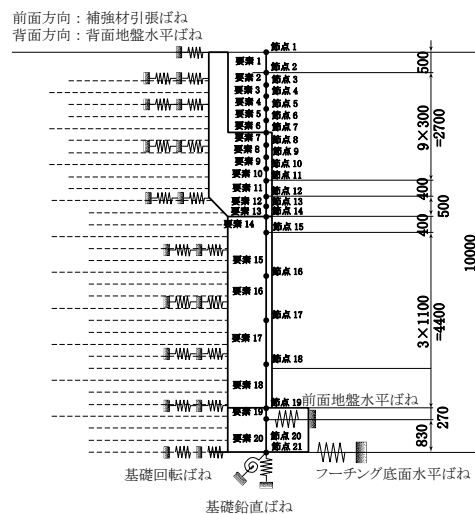


図7 補強材、壁体、基礎の構造解析モデル

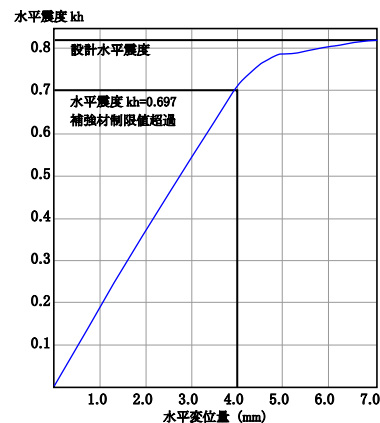


図8 補強土橋台の荷重-変位関係

L1地震動およびL2地震動に対する設計限界値を満足した。L2地震動においても壁体の損傷レベルが低いのは、補強土橋台背面が盛土補強材により多点支持されていることにより、発生断面力が小さくなるためである。

また、盛土補強材についてはL1地震動に対しては設計限界値（損傷レベル1）を満足した。L2地震動に対しては水平震度0.697で盛土補強材の設計引張強度を超過した。そこで、2.2.3に示した盛土補強材の損傷レベルに関する改定に基づき、伸びひずみについて照査を行ったところ、最大水平震度において橋台上部1/3の盛

土補強材の伸びひずみ3%以内であり、損傷レベル2を満足することを確認した(表4参照)。また、セメント改良アプローチブロックについても損傷レベル1を満足していることを別途確認している。

一方、地震時の残留水平変位の照査については、表5に示すようにL2地震時の水平安定の照査⁷⁾(復旧性・性能レベル2)を満足しなかったため、2.1.3に基づきニューマーク法により残留水平変位量を算定し、等体積法により橋台の残留変位に伴う背面盛土の沈下量を算定した。表6に示したように、ニューマーク法による橋台およびアプローチブロックの滑動変位量は4.3mmとなり、等体積法により算定した背面盛土の沈下量は3.0mmとなった。その結果、背面盛土の沈下量の限界値の50mm以下となり照査を満足することを確認した。

また、2.1.3に示したように橋台とセメント改良アプローチブロックを一体として地震時の安定性を評価する場合には、地震時においても橋台とセメント改良アプローチブロックの一体性が確保されていることを確認する必要がある。前述したように、本設計条件ではL2地震時において、一体性を確保するための条件である盛土補強材の損傷レベル(3以内)、壁体の損傷レベル(2以内)、セメント改良アプローチブロックの損傷レベル(1以内)を全て満足している。

以上の試算結果より、補強土橋台の設計では、①復旧性性能レベル2の補強材の損傷、基礎およびアプローチブロックの残留水平変位の照査、②使用性の長期支持性能の照査が設計の決定要因となることが分かった。

3.2 桁長を変化させた場合の計算結果(桁長30m)

補強土橋台の適用範囲を確認するために、「3.1設計計算例」(桁長20m)と同様の地盤条件で、橋桁を長さ30mのPC桁(死荷重4580kN)に変化させ、試算を実施した。試算の結果を反映させた一般図を図9に示す。桁長が長くなったことにより、使用性の長期支持性能の照査が厳しくなったため、フーチング幅を2.0mから2.4mまで増加させた。

盛土補強材については、桁長が長くなった影響により特に上部1/3の張力が大きくなった。試設計では、鉄道の補強土構造物として用いられる盛土補強材のうち設計引張強度が大きいもの($T_d=75\text{kN/m}$)を適用したが、それでも復旧性(性能レベル2)の設計限界値である損傷レベル2(伸びひずみ3%、表2参照)を満足しなかった。これは、L2地震時に橋台天端の水平変位が12mm($=400\text{mm} \times 0.03$ 、400mmはセメント改良礫土中の盛土補強材の伸縮領域)を越えるためである。そのため、橋台壁体の断面高さ(幅)を大きくし、橋台天端の水平変位量を小さくすることで、盛土補強材の伸びひずみが3%以内となるように設定した。

表4 補強材の伸びひずみの照査

節点 No.	節点水平変位 X_i (mm)	伸びひずみの照査			
		応答値 (%)	限界値 (%)	照査値	判定
3	7.77	2.0	3.0	0.67	≤ 1.0 OK
4~13	4.50	1.1	3.0	0.37	≤ 1.0 OK
14	4.14	1.1	3.0	0.37	≤ 1.0 OK
15	3.60	0.9	3.0	0.30	≤ 1.0 OK
16~20	0.00	0.0	3.0	0.00	≤ 1.0 OK
21	0.00	0.0	3.0	0.00	≤ 1.0 OK

表5 復旧性(性能レベル2, 残留水平変位)の照査

Case	復旧性
	性能レベル2
水位	平
H_d (kN)	55590
$R_{hd} = \sum R_{hb} + R_{hp}$ (kN)	49453
γ_i	1.0
$\gamma_i \cdot H_d / R_{hb}$	1.124
照査結果	NG

表6 背面盛土の沈下量の照査

滑動変位量 (ニューマーク法)	設計応答値 (背面盛土沈下量)	設計限界値	判定
4.3mm	3.0mm	50mm	OK

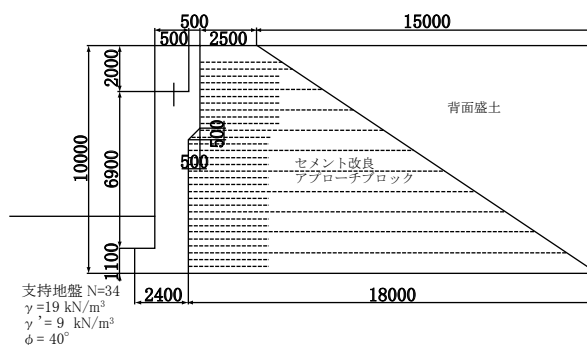


図9 試設計に用いた設計断面(桁長30m, 単位mm)

表7 残留水平変位の照査(桁長30m)

Case	復旧性
	性能レベル2
水位	平
H_d (kN)	57670
$R_{hd} = \sum R_{hb} + R_{hp}$ (kN)	51005
γ_i	1.0
$\gamma_i \cdot H_d / R_{hb}$	1.131
照査結果	NG

表8 背面盛土の沈下量の照査(桁長30m)

滑動変位量 (ニューマーク法)	設計応答値 (背面盛土沈下量)	設計限界値	判定
4.4mm	3mm	50mm	OK

一方、基礎およびアプローチブロックの残留水平変位の照査については、3.1と同様にニューマーク法により背面盛土の沈下量を算定し、限界値の50mm以下を満足することを確認した(表7, 表8)。なお、今回の検討では桁長が長くなった影響によりフーチング幅を増加させ、さらに2.1.3に基づき、基礎およびアプローチブロッ

特集：構造物技術

クを一体として地震時の安定の照査を行っている。そのため、桁長に関わらず照査値に大きな差が生じなかった(表6, 表8)と考えられる。

以上の試設計により、桁長が長くなっても、橋台壁体および基礎の形状を必要に応じて増加させることで、補強土橋台を適用できることを確認した。

3.3 アプローチブロックが特殊形状の場合の計算結果

補強土橋台はトンネル坑口付近で採用される事例が多い。トンネル坑口付近などセメント改良アプローチブロック部の支持地盤面が傾斜している場合には、この堅い地山を支持地盤とみなすことができる。この時、セメント改良アプローチブロックを台形形状とすると地山の掘削量が多くなり不経済である。そのため、地山を段切りし、セメント改良アプローチブロックをすりつけることで合理的な形状になると考えられるが、このような形状の場合、基礎幅が減少するため安定性が低下することが懸念される。

以上を考慮して本節ではトンネル坑口付近に建設される補強土橋台を想定し、基礎およびセメント改良アプローチブロックの安定に対する照査に着目して試算を実施した。設計条件および上部工条件については「3.1 設計計算例」(桁長 20m)と同様とした。

試算の結果を反映させた一般図を図10に示す。橋台形状寸法については「3.1 設計計算例」と同様となった。基礎およびアプローチブロックの一体性を考慮し、基礎標準⁷⁾に準じてL2地震時の安定の照査を行ったところ、残留傾斜については復旧性(性能レベル2)の設計限界値(20/1000rad)を満足するものの、残留水平変位については設計限界値(設計水平支持力 R_{hd})を満足しなかった。そのため、ニューマーク法により算定した水平変位量および転倒変位量(応答回転角)を足し合わせ、等体積法によって背面盛土の沈下量を算定したところ14.3mmとなり、背面盛土の沈下量の設計限界値(50mm)を満足することを確認した(表9)。このことから、背面地山が近接しアプローチブロックが段切り形状となることで地震時の基礎およびアプローチブロックの変形量が大きくなる傾向にあることが分かったが、段切りの勾配を小さくするなど、アプローチブロックの重心位置をなるべく低くすることで、補強土橋台の適用は可能であることを確認した。

4. おわりに

本報告では、土留め標準の制定に伴う補強土橋台の耐震設計法の改定点を整理し、性能照査事例を示した。最新の研究成果・知見に基づいて耐震設計法の改定を行い、補強土橋台の設計を合理化した。その結果、長い橋桁を支持する橋台や、トンネル坑口付近において堅い地山が近接している場合等にも適用可能であることを確認した。

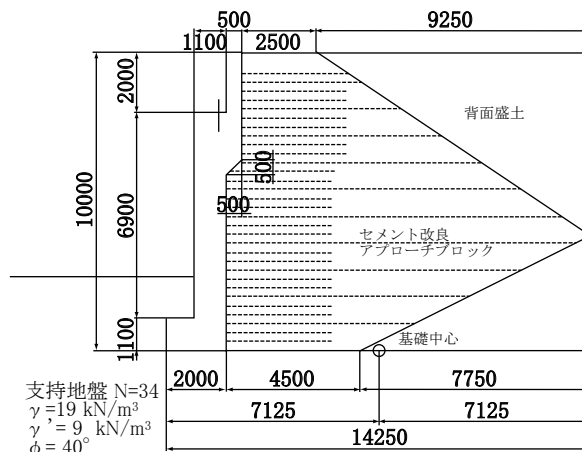


図10 試設計に用いた設計断面(背面地山近接, 単位 mm)

表9 背面盛土の沈下量の照査(背面地盤が傾斜)

滑動変位量 (ニューマーク法)	転倒変位量 (ニューマーク法)	背面盛土の 沈下量	設計 限界値	判定
2.4mm	37.6mm (3.3/1000rad)	14.3mm	50mm	OK

謝辞

土留め標準の審議にあられた「土構造物設計標準(土留め構造物編)に関する委員会」の龍岡文夫委員長をはじめとする委員の関係者各位、特に補強土橋台の設計法について多くの助言をいただいた青木一二三委員のご尽力に対して、ここに謝意を表する。

文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 丸善, 2012
- 2) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物), 丸善, 2007
- 3) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 丸善, 1997
- 4) 渡辺健治, 西岡英俊, 神田政幸, 古関潤一: 動的応答特性の違いを考慮した擁壁および橋台の耐震設計法, 鉄道総研報告, Vol. 25, No 9, pp.31-38, 2011
- 5) 館山勝, 青木一二三, 米澤豊司, 篠田昌弘, 渡辺健治: 耐震性に優れたセメント改良補強土橋台の開発, 鉄道総研報告, Vol 18, No 4, pp.29-34, 2004
- 6) 青木一二三: セメント改良補強土を利用した耐震性橋台に関する研究, 東京大学博士論文, 2009
- 7) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物), 丸善, 2012
- 8) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 2012
- 9) 栗山亮介, 須賀基見, 渡辺健治, 神田政幸, 粒度調整砕石内に敷設された補強材の引抜き特性について, 土木学会年次学術講演会, pp.111-112, 2011